

## EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD A FATIGA DEL HORMIGÓN Y ACERO DE REFUERZO

Carlos F. Gerbaudo  
MSc. Ingeniero Civil  
F.C.E.F.y N. U.N.C.  
[cgerbaudo@unc.edu.ar](mailto:cgerbaudo@unc.edu.ar)

Juan G. Sialle  
MSc. Ingeniero Civil  
FHECOR - Madrid  
[juangsialle@gmail.com](mailto:juangsialle@gmail.com)

### RESUMEN

El término fatiga se refiere al fenómeno de degradación progresiva y permanente de la resistencia e integridad de un material sometido a cargas cíclicas a lo largo del tiempo. A diferencia de la falla debida a una carga estática que excede el límite de resistencia del material, la falla por fatiga ocurre debido a la acumulación gradual de pequeñas deformaciones y microfisuras. En la actualidad algunas obras civiles de hormigón que soportan cargas cíclicas deben ser verificadas a fatiga, tanto el hormigón como el acero de refuerzo.

En el presente trabajo, se discute en primer lugar el fenómeno de fatiga en estructuras de hormigón. A continuación, se describen los métodos de verificación a fatiga propuestos en el Eurocódigo 2 EN 1992, tanto la verificación simplificada para hormigón y acero, como el modelo de daño propuesto para la verificación refinada a la fatiga. Luego, se desarrollan dos ejemplos de aplicación de estructuras que habitualmente requieren la comprobación de fatiga: una base de un aerogenerador y un puente de ferrocarril. Por último, se realizan conclusiones y recomendaciones sobre la base de las disposiciones reglamentarias y ejemplos de aplicación.

### ABSTRACT

*The term fatigue refers to the phenomenon of progressive and permanent degradation of the resistance and integrity of a material subjected to cyclic loads over time. Unlike failure due to a static load that exceeds the strength limit of the material, fatigue failure occurs due to the gradual accumulation of small deformations and microcracks. Currently, some civil works that support cyclic loads must be verified for fatigue of both the concrete and the reinforcing steel.*

*In the present work, the fatigue phenomenon in concrete structures is first discussed. Then, the fatigue verification methods proposed in Eurocode 2 EN 1992 are described, both the simplified verification for concrete and steel, and the damage model proposed for the detailed fatigue verification. Next, two application examples of structures that typically require fatigue testing are developed: a wind turbine base and a railway bridge. Finally, conclusions and recommendations are made based on the regulatory provisions and application examples.*

Organiza:

## INTRODUCCIÓN

El término fatiga se refiere al fenómeno de degradación progresiva y permanente de la resistencia e integridad de un material sometido a cargas cíclicas o fluctuantes a lo largo del tiempo. A diferencia de la falla debida a una carga estática que excede el límite de resistencia del material, la falla por fatiga ocurre debido a la acumulación gradual de pequeñas deformaciones y microfisuras que se desarrollan en el material como resultado de ciclos repetidos de carga y descarga.

Por ejemplo, los puentes, sometidos a cargas de tránsito carretero o ferroviario, o las fundaciones de aerogeneradores, cuya acción principal es el viento, están solicitadas a un alto número de ciclos repetitivos de cargas en sus componentes, por lo que, tanto el acero pasivo o activo de refuerzo como el hormigón son susceptibles a fallar por fatiga del material.

En el presente trabajo, en primer lugar, se describe el fenómeno de fatiga en estructuras de hormigón armado o pretensado. A continuación, se describen los métodos de verificación a fatiga propuestos en el Eurocódigo 2, Parte 1-1 y Parte 2 (EC2), tanto la verificación simplificada para hormigón y acero, como el modelo de daño propuesto para la verificación refinada a la fatiga. Luego, se desarrollan dos ejemplos de aplicación de estructuras que habitualmente requieren la comprobación de fatiga: una base de un aerogenerador y un puente de ferrocarril. Por último, se realizan conclusiones y recomendaciones sobre la base de las disposiciones reglamentarias y los resultados de los ejemplos de aplicación.

## DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO DE FATIGA

En el presente apartado se describe los conceptos básicos de la vida útil a fatiga tanto del hormigón como del acero de refuerzo.

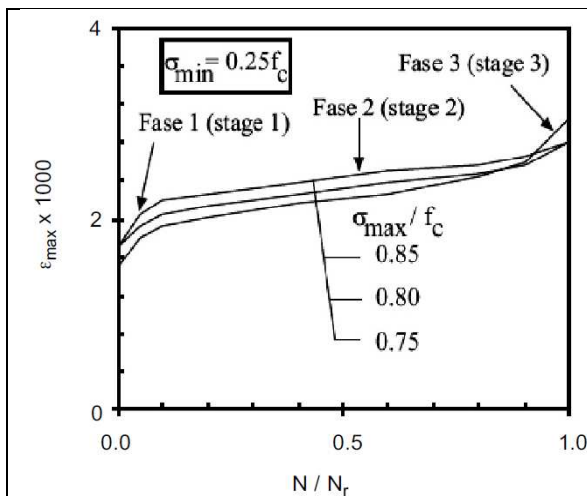
### La fatiga en el hormigón

La fatiga del hormigón se define como la rotura del material debido a una carga repetida, inferior a lo que produce su rotura estática. En términos de mecánica de fractura, la falla se origina por el desarrollo y crecimiento de microfisuras en la matriz de cemento y el contacto pasta-árido, resultando en el progresivo deterioro macroscópico de las propiedades mecánicas del material. Si la microfisuración continua, algunas de estas fisuras se propagan hasta la falla del material.

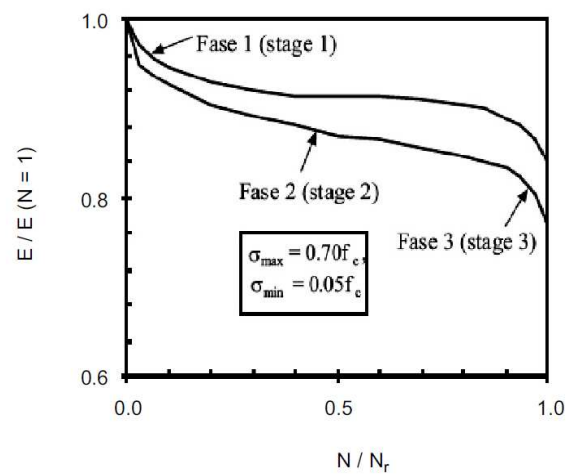
El hormigón es un material de naturaleza heterogénea cuyo comportamiento estático es no lineal a partir de tensiones de compresión del orden de  $0.45 f_c$ , siendo  $f_c$  la resistencia a compresión del hormigón. La fatiga del hormigón depende fundamentalmente del nivel de tensión ( $\sigma_{\max}/f_c$ ) y de la variación de tensión u oscilación ( $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ ).

Organiza:

De acuerdo al análisis de los estudios experimentales reportados (Zanuy, Albajar, & Fuente, 2011), la evolución del deterioro del hormigón sometido a ciclos de carga y descarga se desarrolla en tres fases. La primera fase se corresponde con la formación de microfisuras en la interfase árido-pasta y se caracteriza por un deterioro importante de las propiedades del hormigón, ocupando un 10-15 % de la vida a fatiga del material. La segunda fase se corresponde con el desarrollo de las microfisuras y se extiende hasta el 80-90 % de la vida a fatiga. La última fase ocurre con la unión de las microfisuras, formando una macrofisura que produce la rotura del hormigón.



**Figura 1.** Evolución de las deformaciones con el número de ciclos



**Figura 2.** Evolución del módulo de elasticidad con el número de ciclos

A nivel macroscópico es posible utilizar curvas S-N (tensión-número de ciclos) para el hormigón definidas por el nivel de tensión máxima ( $\sigma_{\max}/f_c$ ) y por la relación entre el valor de la tensión mínima y máxima  $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ .

La expresión general de la curva S-N del hormigón es la correspondiente a la ecuación (1).

$$\log N_f = \frac{1 - \alpha \frac{\sigma_{\max}}{f_c}}{\beta(1 - R)^\gamma} \quad (1)$$

donde:

$f_c$  = resistencia a compresión del hormigón

$R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$  = relación de tensión mínima y tensión máxima

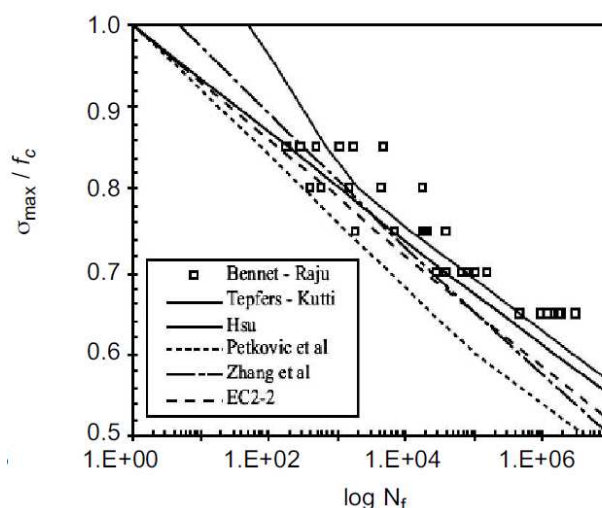
$\alpha, \beta, \gamma$  = parámetros definidos en la Tabla 1 para el EC2 y varios autores

Organiza:

**Tabla 1.** Parámetros de las curvas S-N del hormigón

| Norma/Autor   | $\alpha$                              | $\beta$ | $\gamma$ |
|---------------|---------------------------------------|---------|----------|
| EC2           | 1                                     | 0.0714  | 0.5      |
| Aas-Jakobsen  | 1                                     | 0.0640  | 1        |
| Tepfers-Kutti | 1                                     | 0.0685  | 1        |
| Zhang et al   | $0.249 \times 0.92^{-\log f} + 0.796$ | 0.0807  | 1        |

Otros autores han propuesto una formulación para la curva S-N del hormigón como Hsu y Petkovic y colaboradores. La formulación de Hsu (Hsu, 1981) es más compleja ya que introduce la frecuencia  $f$  (Hz) de la oscilación, mientras que la propuesta de Petkovic (Petkovic, Lenschow, Stemland, & Rosseland, 1990) es la utilizada en el Código Modelo MC90. Las formulaciones mencionadas se encuentran descriptas y detalladas en el trabajo de Zanuy y colaboradores.



**Figura 3.** Comparación de curvas S-N con datos experimentales de Bennet-Raju

En la Figura 3 se observa una comparación de las curvas S-N del hormigón de varios autores y se observa que la formulación de Hsu es la que mejor ajusta con los resultados experimentales, mientras que la curva del EC2, si bien es algo conservadora, ajusta relativamente bien en comparación con los datos experimentales.

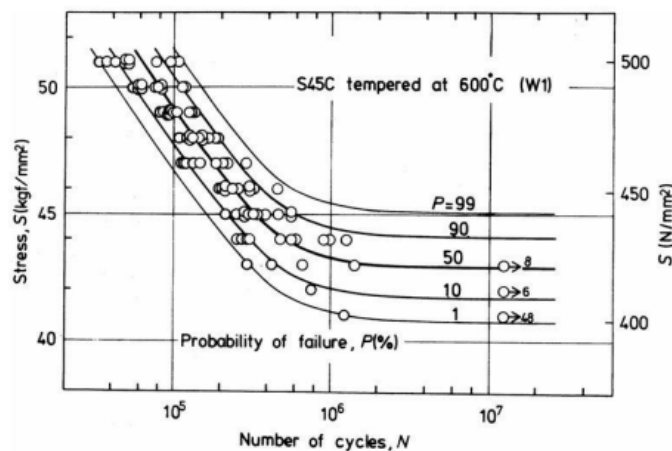
### La fatiga en el acero

En los metales con comportamiento lineal y elástico hasta la fluencia del material, la vida a fatiga depende fundamentalmente de la oscilación de tensiones, y puede ser descripta mediante las curvas clásicas de Wöhler, y la propagación de las fisuras subcríticas obedece a la ley de París, según la cual la velocidad de propagación de las fisuras depende de la amplitud de tensiones de forma lineal en doble escala logarítmica.

A nivel macroscópico el comportamiento a fatiga del acero puede ser representado mediante las curvas S-N, en doble escala logarítmica para el rango de tensión  $\Delta\sigma$  en

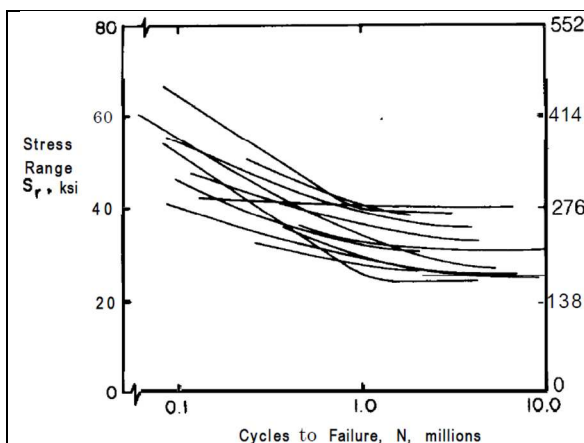
ordenadas y el número de ciclos de vida de fatiga en abscisas. Se distinguen tres zonas, una primera zona para fatiga de bajos ciclos de carga LCF (Low Cycle Fatigue) que en general se considera hasta  $10^4$  ciclos, una zona de fatiga para altos ciclos de carga HCF (High Cycle Fatigue), y finalmente un rango de tensiones denominado límite de fatiga donde el número de ciclos que soporta el material es ilimitado.

En la Figura 4 se muestra una curva característica de fatiga S-N-P para un acero obtenidas de ensayos experimentales, y se pueden apreciar el tramo de falla a fatiga para HCF y el límite de fatiga para distinta probabilidad de falla P.

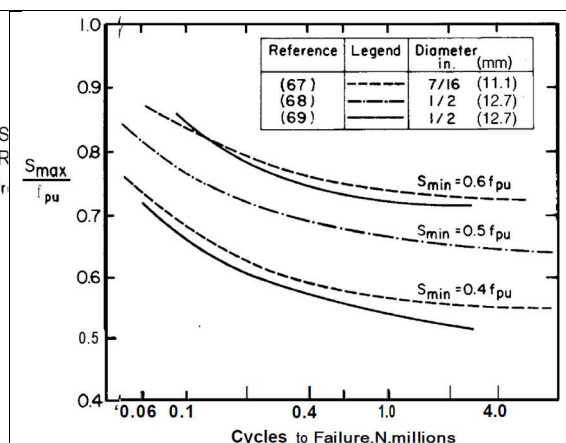


**Figura 4.** Curva experimental de variación tensión vs. Número de ciclos a fatiga para un acero

En la Figura 5 se muestra la curva S-N de barras de acero pasivo Grado 60 (ASTM A615), similar al ADN-420 utilizado en la República Argentina, mientras que en la Figura 6 se observa la curva S-N de un cordón de 7 alambres Grado 270 (ASTM A416), similar al C1900 (American Concrete Institute, 1992).



**Figura 5.** Curva S-N del acero en barras Grado 60



**Figura 6.** Curva S-N del acero en cordones de 7 alambres Grado 270

Organiza:

## CARACTERIZACIÓN DE LA FATIGA SEGÚN EUROCÓDIGO

Las normativas EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings (EC2-1-1) EN 1992-2: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete Bridges, Design and detailing rules (EC2-2), en adelante Eurocódigo 2 (EC2), presentan un tratamiento para la verificación de la resistencia a fatiga dentro de la Sección 6: Estados Límites Últimos (ELU), Apartado 6.8: Fatiga, donde se indican las verificaciones a fatiga tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo, a partir de los modelos de viga útil a fatiga para el hormigón y para diferentes tipos de acero, cuyos detalles se describen a continuación.

### Verificación a fatiga del hormigón

La norma EC2 propone que la resistencia a fatiga de un componente de hormigón a compresión verifica si se cumple la condición de la regla de Palmgren-Miner que evalúa el daño acumulado por fatiga de acuerdo a la expresión (2):

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (2)$$

donde:

$m$  = número de intervalos con una amplitud constante

$n_i$  = número de repeticiones de ciclos de amplitud constante correspondiente al intervalo "i"

$N_i$  = número de ciclos de amplitud constante del intervalo "i" que se alcanza la falla por fatiga, también denominado vida útil a fatiga

El modelo de la vida útil a fatiga para el hormigón a compresión utilizado por el EC2 está dado por la ecuación (3):

$$N_i = 10^{\left[ 14 \frac{1 - E_{cd,max,i}}{\sqrt{1 - R_i}} \right]} \quad (3)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} = \frac{\sigma_{max}}{f_c}$$

$$R_{eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{\sigma_{cd,max,eq}} = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

donde:

$E_{cd,max,eq}$  = nivel de tensión máxima del hormigón comprimido

$R_{eq}$  = relación entre la tensión mínima y máxima del ciclo de carga

$f_{cd,fat}$  = resistencia a fatiga de diseño del hormigón

Utilizando el concepto de nivel de tensión máxima y la relación de tensiones mínima y máxima en la ecuación (3), se obtiene la expresión (4), que hace referencia el trabajo de Zanuy y colaboradores:

Organiza:

$$\log N_i = 14 \frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{cd, fat}}}{\sqrt{1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}}} = \frac{1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_{cd, fat}}}{0.0714 \left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}\right)^{0.5}} \quad (4)$$

### Procedimientos simplificados para la verificación a fatiga del hormigón

La verificación general a fatiga del hormigón requiere evaluar la suma del daño acumulado, para lo cual es necesario contar con los datos de nivel y rango de tensiones con sus respectivos números de ciclos solicitantes que puede ser obtenidos con diferentes métodos descriptos en la bibliografía especializada.

El EC2-1-1 presenta dos procedimientos simplificados para la verificación a fatiga del hormigón compresión.

El primero surge de la ecuación (4), para un valor de amplitud del ciclo de carga que produce un daño equivalente y un número de ciclos  $N_i=10^6$ , arroja un valor de  $\log(N_i)/14 = 0.43$ , y resulta la inecuación (5) cuyo cumplimiento satisface la resistencia a fatiga del hormigón a compresión para edificaciones.

$$E_{cd, max, equ} + 0.43 \sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (5)$$

El segundo procedimiento simplificado que arroja una verificación conservadora está basado en el uso de medidas estáticas, cuya expresión se indica en la inecuación (6).

$$\frac{\sigma_{c, max}}{f_{cd, fat}} \leq 0.5 + 0.45 \frac{\sigma_{c, min}}{f_{cd, fat}} \quad (6)$$

limitado a 0.9 para  $f_{ck} \leq 50$  MPa o 0.8 para  $f_{ck} > 50$  MPa

donde:

$\sigma_{c, max}$  = es la máxima tensión de compresión en la fibra debido a la combinación de carga frecuente (la tensión de compresión es positiva)

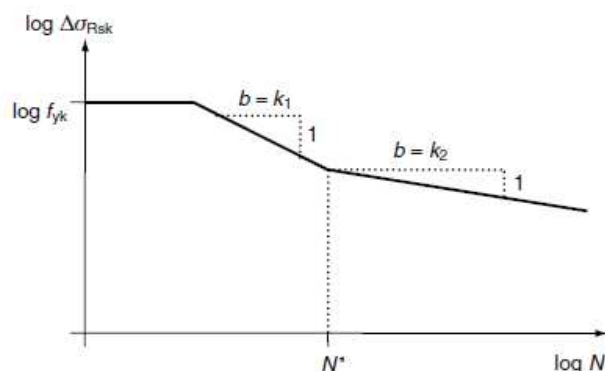
$\sigma_{c, min}$  = es la mínima tensión de compresión debido a la combinación de carga frecuente en la misma fibra donde ocurre  $\sigma_{c, max}$ , y  $\sigma_{c, min}$  debe ser 0 si la tensión mínima es de tracción, es decir de signo negativo

$f_{cd, fat}$  = es la resistencia a compresión del hormigón para el diseño a fatiga ya definida en este artículo

### Verificación a fatiga del acero de refuerzo

La verificación a fatiga del acero se realiza a partir de las curvas S-N en doble escala logarítmica, asignando los valores de pendiente de la recta que representa la relación entre el  $\log(\Delta\sigma)$  y el  $\log(N)$ . La forma de la curva S-N según EC2-2 se ilustra en la Figura 4, donde se observan segmentos definidos por la forma  $(\Delta\sigma_{Rsk})^m N = \text{const.}$

Organiza:



**Figura 7.** Curva S-N característica para el acero de refuerzo según EC2

Las curvas de resistencia a fatiga para el acero de refuerzo y pretensado son válidas para repeticiones de carga mayores a  $10^4$  ciclos, y no cubren la resistencia a fatiga para bajos números de carga (low-cycle fatigue).

Los parámetros de la curva S-N del acero de refuerzo para armaduras pasivas se define en la Tabla 6.3N y para el acero de pretensado en la Tabla 6.4N, adjuntas a continuación obtenidas del Anejo Nacional AN/UNE-EN 1992-1-1 de España.

Tabla AN/7 (Tabla 6.3N). Parámetros para curvas S-N de armaduras pasivas

| Tipos de armadura pasiva                                                                                                                                                                                                                                    | $N^*$  | Exponente de la tensión |       | $\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)<br>en $N^*$ ciclos |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|-------------------------|-------|-----------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                                                                                             |        | $k_1$                   | $k_2$ |                                               |
| Barras rectas y dobladas <sup>1</sup>                                                                                                                                                                                                                       | $10^6$ | 5                       | 9     | 162,5                                         |
| Barras soldadas y mallas electrosoldadas                                                                                                                                                                                                                    | $10^7$ | 3                       | 5     | 58,5                                          |
| Dispositivos de empalme                                                                                                                                                                                                                                     | $10^7$ | 3                       | 5     | 35,0                                          |
| NOTA 1: Los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ son para barras rectas. Los valores par barras dobladas se deberían obtener empleando un factor de reducción $\xi=0,35+0,026D/\Phi$ , donde D es el diámetro del mandril y $\Phi$ es el diámetro de la armadura |        |                         |       |                                               |

Organiza:

Tabla AN/8 (Tabla 6.4N). Parámetros para curvas S-N de armaduras activas

| Curva S_N de armadura activa para              | N*              | Exponente de la tensión |                | $\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N* ciclos |
|------------------------------------------------|-----------------|-------------------------|----------------|-----------------------------------------|
|                                                |                 | k <sub>1</sub>          | k <sub>2</sub> |                                         |
| Armaduras pretesas                             | 10 <sup>6</sup> | 5                       | 9              | 185                                     |
| Armaduras postesas:                            |                 |                         |                |                                         |
| cables unipolares en vainas de plástico        | 10 <sup>6</sup> | 5                       | 9              | 185                                     |
| tendones rectos o curvos en vainas de plástico | 10 <sup>6</sup> | 5                       | 10             | 150                                     |
| tendones curvos en vainas de acero             | 10 <sup>6</sup> | 5                       | 7              | 120                                     |
| dispositivos de empalme                        | 10 <sup>6</sup> | 5                       | 5              | 80                                      |

El CEB-FIB Model Code 2010 (MC), Volume 2, Artículo 7.4.1. Fatigue design, adopta la misma curva S-N para los aceros, pero define con mayor precisión el campo de aplicación para las armaduras de acero pasivo embebidas en el hormigón teniendo en cuenta el diámetro de las barras, y en la Tabla 7.4.1 adjunta a continuación define los parámetros de la curva S-N del acero de refuerzo pasivo.

Table 7.4-1: Parameters of S-N curves for reinforcing steel (embedded in concrete)

|                                           | N*              | Stress exponent |                | $\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) <sup>(e)</sup> |                           |
|-------------------------------------------|-----------------|-----------------|----------------|-------------------------------------------|---------------------------|
|                                           |                 | k <sub>1</sub>  | k <sub>2</sub> | at N* cycles                              | at 10 <sup>8</sup> cycles |
| Straight and bent bars $D \geq 25\phi$    |                 |                 |                |                                           |                           |
| $\phi \leq 16$ mm                         | 10 <sup>6</sup> | 5               | 9              | 210                                       | 125                       |
| $\phi > 16$ mm <sup>(a)</sup>             | 10 <sup>6</sup> | 5               | 9              | 160                                       | 95                        |
| Bent bars $D < 25\phi$ <sup>(b)</sup>     | 10 <sup>6</sup> | 5               | 9              | — <sup>(c)</sup>                          | — <sup>(c)</sup>          |
| Welded bars <sup>(b)</sup> including tack | 10 <sup>7</sup> | 3               | 5              | 50                                        | 30                        |
| Welding and butt joints                   |                 |                 |                |                                           |                           |
| Mechanical connectors                     |                 |                 |                |                                           |                           |
| Marine environment <sup>(b),(d)</sup>     | 10 <sup>7</sup> | 3               | 5              | 65                                        | 40                        |

Ambas normas, tanto EC2 como MC, requieren que las tensiones en el acero de refuerzo se calculen para la sección fisurada cuando la tensión de tracción del hormigón supera la resistencia a tracción por flexión, despreciando la colaboración del hormigón a tracción.

Organiza:

La verificación a fatiga del acero se puede realizar por un procedimiento simplificado a partir de un rango de tensión del acero obtenido de un nivel de sollicitación de fatiga que produce un daño equivalente al espectro de cargas variables que ocurren durante la vida útil de la estructura, o una verificación refinada para el espectro de niveles de cargas de fatiga evaluando el daño acumulado a fatiga, utilizando la regla de Palmgren-Miner dada en la ecuación (2).

### Procedimiento simplificado para la verificación a fatiga del acero

La norma EC2 propone un procedimiento simplificado para la verificación a fatiga del acero, denominado “método del rango de tensiones de daño equivalente”, donde la real carga variable de operación es representada por un número de ciclos  $N^*$  y un único rango de tensión de amplitud equivalente  $\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$ , que causa el mismo daño que las cargas variables que se producen a lo largo de la vida útil del componente. Este rango de tensión equivalente puede ser calculado para el acero de refuerzo o pretensado usando el 2-2/Annex NN.

$$\gamma_{F, \text{fat}} \Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, \text{fat}}}$$

donde:

$\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$  = rango tensional de daño equivalente teniendo en cuenta el número de ciclos de carga  $N^*$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  = rango de tensiones en  $N^*$  ciclos a partir de las curvas S-N

Tal como se observa en las ecuaciones, el rango de tensión del acero debe ser factorizado por el coeficiente parcial de mayoración de carga de fatiga  $\gamma_{F, \text{fat}}$  cuyo valor recomendado está comprendido entre 1.0 y 1.1 en función del mayor o menor grado de precisión de la respuesta del modelo numérico de cálculo respecto al comportamiento real de los materiales que representa, mientras que el valor de la resistencia a fatiga  $\Delta\sigma_{Rsk}$  para un determinado número de ciclos  $N^*$  que se obtiene de la curva S-N debe ser reducido por el factor parcial de seguridad a fatiga del acero  $\gamma_{S, \text{fat}}$ , cuyo valor es 1.15 para acero pasivo y de pretensado.

### CASOS DE APLICACIÓN DE ESTRUCTURAS CON CARGAS CÍCLICAS

En el presente apartado se desarrollan dos ejemplos de aplicación de estructuras sometidas a cargas cíclicas que requieren la comprobación de fatiga, tanto del hormigón como del acero de refuerzo. El primer caso corresponde a una base de fundación de un aerogenerador y el segundo caso al tablero de hormigón pretensado de un puente de ferrocarril.

Organiza:

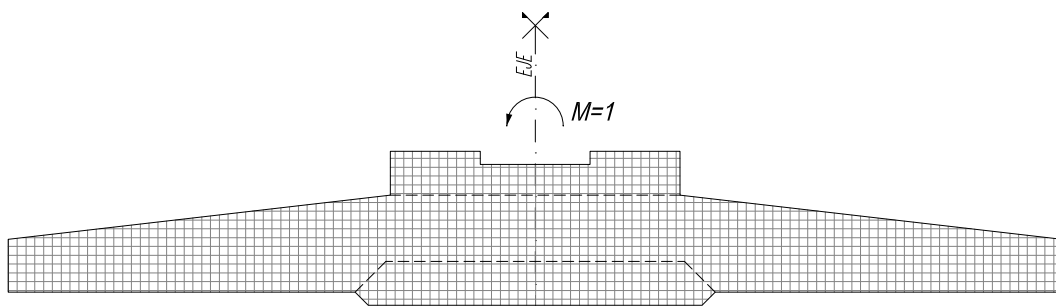
## Base de fundación de un aerogenerador

En este caso de aplicación se trata el problema específico del fenómeno de fatiga aplicado a la base de fundación de un aerogenerador, sometido a cargas variables de viento, y cuyos materiales, tanto el hormigón como el acero de refuerzo, deben ser verificados a fatiga.

El tecnólogo que diseña el conjunto del aerogenerador, es el encargado de realizar el estudio y análisis del sistema sometido a la acción del viento, y arroja como resultado los valores de solicitaciones equivalentes para un determinado número de ciclos de carga ( $N=10^7$  o  $10^8$ ) para la verificación a fatiga, así como también entrega un espectro o Matriz de Markov (García-Planas & Gongadze, 2018) donde se tabulan un conjunto de “j” bloques de ciclos de carga variable, cada uno de ellos con un valor de solicitación media, rango o amplitud de tensión y número de repeticiones “ $n_j$ ”.

A partir de los datos de solicitaciones, es posible realizar una verificación simplificada utilizando la tensión media y amplitud del ciclo de tensión equivalente que surge de las solicitaciones de fatiga, tanto en el hormigón como en el acero, o una verificación refinada calculando el Daño Acumulado mediante la Regla de Palmgren-Miner utilizando los datos de la Matriz de Markov.

En el presente ejemplo se aplica la verificación simplificada a fatiga para el hormigón y el acero de refuerzo de acuerdo al EC2, que comprende los siguientes pasos. Primero, mediante un modelo numérico de la base es posible calcular una función de transferencia (FT) para un Momento unitario en diferentes secciones críticas de la base. En la Figura 8 se presenta para este ejemplo de aplicación el esquema del modelo numérico y la función de transferencia para la sección S1 más solicitada de la base, que se encuentra en el interior del pedestal.



Organiza:

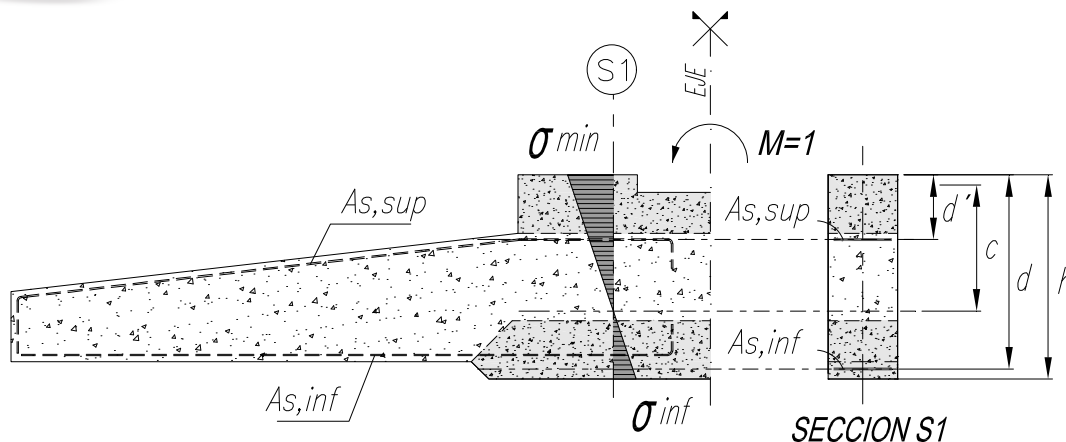


Figura 8. Modelo numérico de la base y función de transferencia para la sección S1

Luego, a partir de las solicitaciones de la combinación de carga a fatiga correspondiente a la verificación del hormigón y del acero (Valor medio +/- 50 % Rango FAT), es posible calcular las tensiones máximas y mínimas en el hormigón con la FT de la sección S1, y luego las tensiones en el acero de refuerzo considerando la sección en estado No Fisurado o Fisurado según el nivel tensional de tracción. En la Tabla 2 se presenta el extracto de solicitaciones para verificación a fatiga del material hormigón y del acero de refuerzo, en la Tabla 3 se presenta un resumen de las tensiones en el hormigón para la combinación de carga de fatiga correspondiente al material hormigón en la sección S1, y en la Tabla 4 se repite el cálculo de tensiones en el hormigón para las solicitaciones de fatiga correspondiente a la verificación del acero de refuerzo.

Tabla 2. Extracto del valor medio y rango de solicitación para verificación a fatiga

| Solicitación | Valor medio<br>[Mean Load]<br>[kNm] | Rango del A°<br>[Range m = 7]<br>[kNm] | Rango del H°<br>[Range m = 4]<br>[kNm] |
|--------------|-------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------------|
| Mx           | 76.456                              | 32.634                                 | 47.439                                 |

Tabla 3. Resumen de tensiones en el hormigón en S1 para verificación del H°

|                |                      | $\sigma_{c,max}$ [MPa] |                      | $\sigma_{c,min}$ [MPa] |            |
|----------------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|------------|
|                |                      | MEAN + 50 % FAT        |                      | MEAN - 50 % FAT        |            |
| Solicitación   | $M_{x,max}$ [kNm]    | 100.176                | $M_{x,min}$ [kNm]    | 52.737                 | Signo      |
| Fibra Superior | $\sigma_{max}$ [MPa] | 11,53                  | $\sigma_{min}$ [MPa] | 6,07                   | Compresión |
| Fibra Inferior | $\sigma_{max}$ [MPa] | -4,36                  | $\sigma_{min}$ [MPa] | -2,30                  | Tracción   |

Organiza:

**Tabla 4.** Resumen de tensiones en el hormigón en S1 para verificación del A°

|                |                      | $\sigma_{c,max}$ [MPa] |                      | $\sigma_{c,min}$ [MPa] |            |
|----------------|----------------------|------------------------|----------------------|------------------------|------------|
|                |                      | MEAN + 50 % FAT        |                      | MEAN - 50 % FAT        |            |
| Solicitación   | $M_{x,max}$ [kNm]    | 92.773                 | $M_{x,min}$ [kNm]    | 60.139                 | Signo      |
| Fibra Superior | $\sigma_{max}$ [MPa] | 10,67                  | $\sigma_{min}$ [MPa] | 6,92                   | Compresión |
| Fibra Inferior | $\sigma_{max}$ [MPa] | -4,04                  | $\sigma_{min}$ [MPa] | -2,62                  | Tracción   |

A partir del cálculo de tensiones máximas y mínimas en el hormigón, y de la calidad del hormigón, es posible aplicar el procedimiento simplificado de verificación a fatiga del hormigón comprimido según el EC2, cuyos cálculos y resultados se vuelcan en la Tabla 5, pudiéndose verificar que el diseño satisface la verificación a fatiga del hormigón comprimido en la sección S1.

También a partir de las tensiones máximas y mínimas en la armadura de refuerzo a tracción, obtenidas a partir de las tensiones en el hormigón en la misma fibra de ubicación de la armadura, se aplica la metodología de verificación simplificada del acero a tracción según EC2, cuyos cálculos y resultados se resumen en la Tabla 6, pudiéndose comprobar que el diseño satisface la verificación a fatiga del acero de refuerzo pasivo en la sección S1.

La verificación a fatiga se extiende a un número finito de secciones críticas de la fundación de la base del generador.

**Tabla 5.** Verificación a fatiga del hormigón a compresión en S1 según EC2

|                                                                                                      |          |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| Resistencia característica del hormigón, $f_{ck}$ [MPa] =                                            | 50       |
| Factor parcial de reducción de resistencia $H^0$ , $\gamma_c$ =                                      | 1,5      |
| Resistencia de diseño del hormigón, $f_{cd}$ [MPa] =                                                 | 33,3     |
| Edad del hormigón en días, $t_0$ [días] =                                                            | 28       |
| Coeficiente de endurecimiento, $s$ =                                                                 | 0,2      |
| Coeficiente $k_1$ =                                                                                  | 0,85     |
| Coeficiente función edad del $H^0$ al aplicar la carga, $\beta_{cc}(t)$ =                            | 1,00     |
| Resistencia de diseño a fatiga del hormigón, $f_{cd,fat}$ [MPa] =                                    | 22,7     |
| Tensión máxima de compresión $H^0$ , $\sigma_{c,max}$ [MPa]                                          | 11,5     |
| Tensión mínima de compresión $H^0$ , $\sigma_{c,min}$ [MPa]                                          | 6,07     |
| Tensión límite de fatiga, $\sigma_{lim,fat} = 0,50 \times f_{cd,fat} + 0,45 \times \sigma_{c,min}$ = | 14,1     |
| Tensión límite superior de fatiga, $\sigma_{lim,fat} = 0,9 \times f_{cd,fat}$ =                      | 20,4     |
| Factor parcial de mayoración de carga de fatiga, $\gamma_{F,fat}$ =                                  | 1,1      |
| Tensión máxima de compresión mayorada ( $\sigma_{c,max} \cdot \gamma_{F,fat}$ ) [MPa] =              | 12,7     |
| Verificación a fatiga del hormigón, $\sigma_{c,max} \cdot \gamma_{sd} \leq \sigma_{lim,fat}$ =       | Verifica |
| Relación, $\sigma_{c,max} \cdot \gamma_{F,fat} / \sigma_{lim,fat}$ =                                 | 0,90     |

Organiza:

**Tabla 6.** Verificación a fatiga de la armadura inferior a tracción en S1 según EC2

|                                                                                                                           |                   |          |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|----------|
| Tensión máxima de compresión superior $H^0$ , $\sigma_{c,max}$ [MPa] =                                                    |                   | 10,7     |
| Tensión mínima de compresión superior $H^0$ , $\sigma_{c,min}$ [MPa] =                                                    |                   | 6,9      |
| Coeficiente de transformación de tensión $A^0$ inferior, $K_{s,inf}$ =                                                    |                   | 2,56     |
| Tensión máxima de la armadura superior, $\sigma_{s,sup,max}$ =                                                            |                   | 27,3     |
| Tensión mínima de la armadura superior, $\sigma_{s,sup,min}$ =                                                            |                   | 17,7     |
| Rango de tensión $A^0$ equivalente (range stress $A^0$ ), $\Delta\sigma_{s,eq}$ [Mpa] =                                   |                   | 9,6      |
| Diámetro de la barra de armadura, $\phi$ [mm] =                                                                           |                   | 32       |
| Rango tensión resistente a fatiga a $N^*=10^8$ , $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ =                                              | si $\phi \leq 16$ | 125      |
| Rango tensión resistente a fatiga a $N^*=10^8$ , $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ =                                              | si $\phi = 32$    | 105      |
| Rango tensión resistente a fatiga a $N^*=10^8$ , $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ =                                              | si $\phi = 40$    | 95       |
| Factor parcial de mayoración de carga de fatiga, $\gamma_{f,FAT}$ =                                                       |                   | 1,1      |
| Factor parcial de reducción de resistencia $A^0$ , $\gamma_{s,FAT}$ =                                                     |                   | 1,15     |
| Rango de tensión de fatiga mayorado, $\gamma_{f,FAT} \cdot \Delta\sigma_{s,eq}$ [MPa]                                     |                   | 10,6     |
| Resistencia a fatiga del acero minorada, $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,FAT}$ [MPa] =                               |                   | 91,3     |
| Verificación a fatiga del acero: $\gamma_{f,FAT} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,FAT}$ |                   | Verifica |
| Relación $\gamma_{f,FAT} \cdot \Delta\sigma_{s,eq} / \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{s,FAT}$                            |                   | 0,12     |

## Puentes de ferrocarril

Los puentes de ferrocarril representan estructuras particularmente susceptibles a experimentar problemas asociados a la fatiga debido a la propia naturaleza fuertemente cíclica de las cargas ferroviarias. Si bien en puentes ferroviarios de hormigón pretensado de luces convencionales no se reportan en general fallas como consecuencia de la fatiga de los materiales, en contraste con los puentes metálicos donde se encuentran varios reportes e informes en la literatura técnica forense con fallas y colapsos totales por fatiga de cables, barras, piezas, componentes y/o uniones de acero (Case Studies on Failure Investigations in Structural and Geotechnical Engineering, Section 2: Bridge Collapses), la utilización de estructuras de hormigón pretensado de luces medias y grandes para puentes ferroviarios y carreteros implica la necesidad de comprobar la resistencia a fatiga de la estructura para evitar que este fenómeno, actuando en conjunto con otras acciones como los efectos térmicos, la agresividad ambiental o la fluencia lenta y retracción del hormigón, afecte al comportamiento en servicio y resistente del puente.

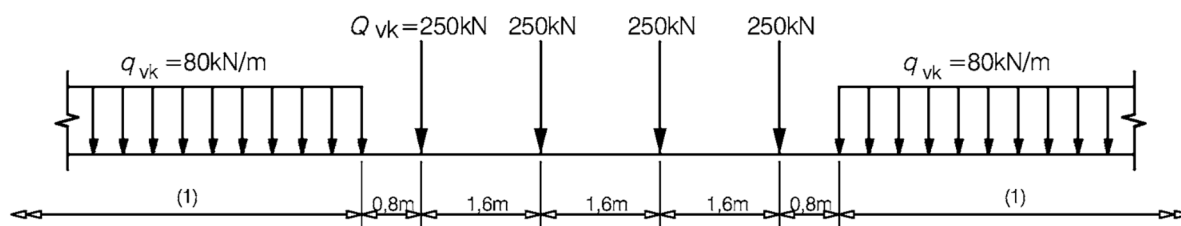
El objetivo final de la verificación de componentes de puentes a fatiga es analizar si los niveles de tensión esperados debidos a las cargas cíclicas, tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo pasivo y activo, están dentro de límites tolerables que brindan un nivel de seguridad a la estructura en relación a que no sufrirá un deterioro prematuro durante su vida útil por efecto de la fatiga. Esto último cobra especial importancia en el contexto actual de sostenibilidad de la infraestructura en donde los

Organiza:

criterios de diseño exigen una vida útil esperada cada vez mayor, generalmente 100 años para los puentes.

El primer paso para comprobar la resistencia a fatiga de un puente ferroviario es definir el tren de cargas de diseño. En la República Argentina, el Reglamento Argentino para el Proyecto y Construcción de Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado especifica las cargas móviles para los distintos anchos de vías existentes en el país, pero no ofrece una metodología para la comprobación de la fatiga. Para tal fin, se puede recurrir a otras normativas como, por ejemplo, los Eurocódigos (EC). Específicamente en el EC-1-2, se describen los modelos de carga ferroviaria utilizados en las principales líneas europeas de ancho estándar y gran ancho, a la vez se menciona que cuando corresponde considerar un tráfico fuera del campo de aplicación de los modelos definidos en esta norma, se deberían especificar modelos de carga alternativos, con sus reglas de combinación correspondientes. Por simplicidad, para este caso se adoptará el modelo de carga 71 del EC-1-2, entendiéndose que la metodología aplicada puede ser adaptada para considerar las cargas aplicables en la República Argentina.

Las acciones debidas a las operaciones ferroviarias habituales en vías del modelo de carga 71, que representa el tráfico ferroviario normal en las líneas principales, se muestran en la Figura 9.



**Figura 9.** Modelo de carga 71 y valores característicos de las cargas verticales

Además de las cargas cíclicas, para el cálculo de fatiga se deben conocer también las cargas permanentes de la estructura que, en general, son el peso propio del puente y el peso de los componentes no estructurales como las vías, balasto, postes de iluminación, barandillas, etc., aunque en algunos casos también influyen otras cargas permanentes como la fluencia lenta y retracción o el empuje de tierras.

Una vez que se han definido las cargas actuantes sobre el puente, se puede utilizar el procedimiento incluido en el Anexo NN.3 Puentes de ferrocarril del EC2-2, en el cual se comprueba mediante el método de tensiones de daño equivalente tanto las armaduras pasivas y activas como el hormigón sometido a compresión.

En primer término, se debe calcular el rango de tensiones de daño equivalente  $\Delta\sigma_{s,eq}$  para armaduras pasivas y activas según:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \lambda_s \Phi \Delta\sigma_{s,71}$$

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \lambda_{s,2} \lambda_{s,3} \lambda_{s,4}$$

Organiza:

El coeficiente  $\lambda_s$  es un coeficiente de corrección para calcular el rango de tensiones de daño equivalente a partir del rango de tensiones originado por  $\Phi \Delta\sigma_{s,71}$ , siendo  $\Phi$  el coeficiente dinámico según la EC1-2 y  $\Delta\sigma_{s,71}$  el rango de tensiones en el acero originado por el modelo de carga 71 colocado en la posición menos favorable para el elemento considerado.

Para obtener el coeficiente  $\lambda_s$  se deben calcular los coeficientes  $\lambda_{s,1}$  que tiene en cuenta el daño que produce el tráfico en función de la longitud de la línea,  $\lambda_{s,2}$  que considera el volumen de tráfico,  $\lambda_{s,3}$  que considera la vida útil del puente y  $\lambda_{s,4}$  que se aplica cuando un elemento estructural está cargado en más de una vía.

Una vez evaluado  $\Delta\sigma_{s,eq}$  se debe multiplicar por el coeficiente  $\gamma_{F,fat}$  y compararlo con la resistencia a fatiga  $\Delta\sigma_{Rsk}$  dividida  $\gamma_{S,fat}$  que, como se explicó anteriormente, depende de la calidad del acero.

Por otra parte, las tensiones superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente  $\sigma_{cd,eq}$  en el hormigón se deben calcular conforme a la ecuación:

$$\sigma_{cd,max,eq} = \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm})$$

$$\sigma_{cd,min,eq} = \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71})$$

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \lambda_{c,1} \lambda_{c,2,3} \lambda_{c,4}$$

El coeficiente  $\lambda_c$  es un coeficiente similar a  $\lambda_s$ ,  $\sigma_{c,perm}$  es la tensión en el hormigón debida a cargas permanentes y  $\sigma_{c,71}$  la tensión debida al modelo de carga 71. Nótese que, a diferencia del acero, en el hormigón no solamente importa la diferencia de tensiones debida a cargas cíclicas sino también la tensión máxima y mínima.

Para obtener el coeficiente  $\lambda_c$  se deben calcular los coeficientes  $\lambda_{c,0}$  que considera las tensiones permanentes,  $\lambda_{c,1}$  que depende de la luz,  $\lambda_{c,2,3}$  que considera el volumen del tráfico y la vida útil del puente y  $\lambda_{c,4}$  que se aplica cuando el elemento estructural está cargado en más de una vía.

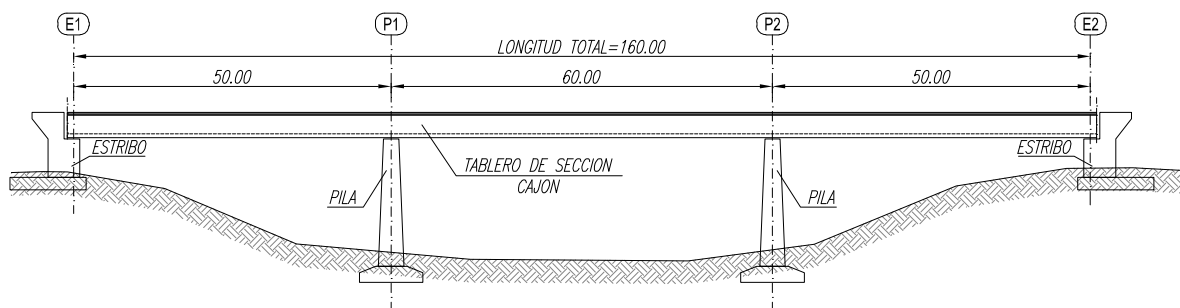
Ya obtenidas las tensiones  $\sigma_{cd,eq}$  se deben calcular  $E_{cd,max,eq}$  y  $R_{eq}$  y verificar que se cumpla la ecuación:

$$E_{cd,max,eq} + 0.43\sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1$$

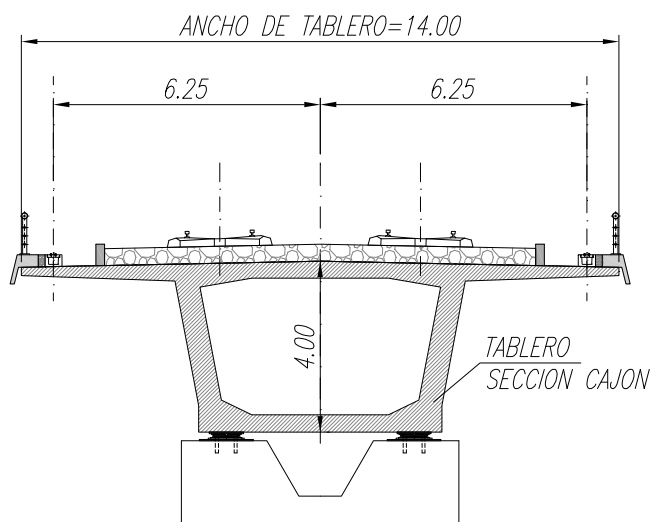
A continuación, se presenta un caso de aplicación cuyo fin es ilustrar los conceptos antes mencionados. El caso se trata de un puente ferroviario conformado por una viga cajón continua de hormigón pretensado.

El puente consta de 3 vanos con continuidad estructural, apoyados sobre estribos y pilas de hormigón armado. La configuración de luces del tablero es 50 + 60 + 50 m, y la altura de la sección transversal es 4.00 m. Estas relaciones de canto/luz son típicas de puentes ferroviarios de alta velocidad en donde los requerimientos funcionales de la vía imponen unos condicionantes de deformación del tablero muy estrictos. En la Figura 10 se presente el perfil longitudinal y en la Figura 11 la sección transversal del Organiza:

puente ferroviario.



**Figura 10.** Perfil longitudinal del puente ferroviario para el caso de aplicación

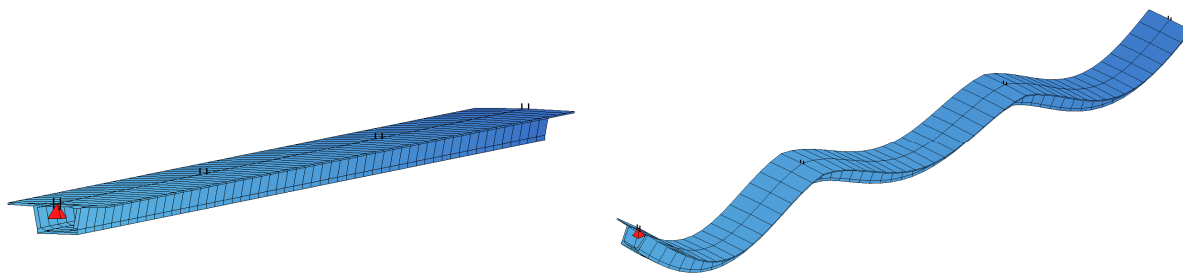


**Figura 11.** Sección transversal del puente ferroviario para el caso de aplicación

Para este caso de aplicación práctica, se supone que el método constructivo del tablero es el empuje del cajón desde uno de los estribos, procedimiento habitual en los casos donde no es posible cimbrar los vanos, por ejemplo, cuando el emplazamiento del puente es un embalse o una quebrada pronunciada. En la etapa de empuje del tablero, se dispone de un pretensado de primera fase que comprime uniformemente la sección transversal y, una vez que el tablero está ubicado en su posición definitiva, se instala el pretensado de continuidad, que soportará las cargas de tráfico ferroviario. Como resultado, la sección transversal del tablero se encuentra con tensiones de compresión relativamente importantes para la situación de cargas permanentes, por lo que se debe comprobar la resistencia a fatiga.

A partir de un modelo de cálculo, se determinan las tensiones en la sección transversal del puente, tanto para cargas permanentes como para la envolvente de esfuerzos debidos al modelo de carga ferroviario. En la Figura 12 se muestra el modelo de cálculo utilizado para la verificación estructural del tablero del puente ferroviario.

Organiza:



**Figura 12.** Modelo de cálculo del puente ferroviario para el caso de aplicación

Mediante el modelo se calculan entonces las tensiones máximas y mínimas en el hormigón y el acero pretensado de la sección en estudio, considerando la hipótesis de sección no fisurada al estar la sección completamente comprimida. A partir de las tensiones máximas y mínimas y de las propiedades mecánicas del hormigón y el acero pretensado, se aplica el procedimiento simplificado de verificación a fatiga del según el EC2, cuyos cálculos y resultados se muestran en la Tabla 7 para el acero pretensado y en la Tabla 8 para el hormigón comprimido, pudiéndose verificar que el diseño satisface la verificación a fatiga tanto del hormigón comprimido con del acero pretensado comprimido en la sección de estudio.

**Tabla 7.** Verificación a fatiga del acero de pretensado en S1 según EC2

| $\gamma_{F,fat}$ | $\gamma_{s,fat}$ | $\lambda_s$ | $\Phi$ | $\Delta\sigma_{s,71}$<br>[MPa] | $\Delta\sigma_{s,eq}$<br>[MPa] | $\Delta\sigma_{Rsk}$<br>[MPa] | $\gamma_{F,fat}$ | $\Delta\sigma_{s,eq}$<br>[MPa] | $\Delta\sigma_{Rsk}/\gamma_{s,fat}$<br>[MPa] |
|------------------|------------------|-------------|--------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------|--------------------------------|----------------------------------------------|
| 1                | 1.15             | 0.51        | 1.07   | 22                             | 12                             | 120                           |                  | 12                             | 104                                          |

**Tabla 8.** Verificación a fatiga del hormigón comprimido en S1 según EC2

| $\gamma_{F,fat}$ | $\gamma_{s,fat}$ | $\lambda_c$ | $\sigma_{c,perm}$<br>[MPa] | $\sigma_{c,max,71}$<br>[MPa] | $\sigma_{c,min,71}$<br>[MPa] | $E_{cd,max,eq}$ | $R_{eq}$ | $E_{cd,max,eq} + 0.43\sqrt{1-R_{eq}}$ |
|------------------|------------------|-------------|----------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------|----------|---------------------------------------|
| 1                | 1.15             | 0.83        | 15.3                       | 17.5                         | 14.7                         | 0.75            | 0.87     | 0.91                                  |

Como se observa de la Tabla 8, el tren de cargas por sí mismo no produce una variación de tensiones considerable en el tablero. Sin embargo, al estar sometida la sección transversal a tensiones de compresión importantes derivadas de las limitaciones tensionales durante el proceso constructivo, la resistencia a fatiga (última columna de la Tabla 8) es 0.91. Esto indica que, en el caso del hormigón, la combinación de cargas permanentes relativamente altas con cargas cíclicas puede conducir al agotamiento de la estructura frente a fatiga.

Organiza:

## CONCLUSIONES

En función de los estudios realizados y el análisis de los casos de estudio presentados es posible presentar las siguientes conclusiones en relación a la verificación a fatiga del hormigón y acero de refuerzo del hormigón:

- Se presenta en el trabajo las formulaciones del Eurocódigo 2 para verificar la fatiga del hormigón a compresión y del acero de refuerzo pasivo y activo, detallando los parámetros y variables que se utilizan en la metodología de verificación de ambos materiales.
- Se presentan dos casos de aplicación, una base de un aerogenerador y un puente ferroviario con tablero de viga continua de sección cajón, con el objeto de mostrar los pasos de cálculo que se realizan para la verificación a fatiga del hormigón comprimido y acero de refuerzo pasivo y activo.
- Del análisis de los resultados de los casos de aplicación, es importante destacar que los saltos o rangos de tensión, tanto para el hormigón comprimido como para el acero traccionado pueden incrementarse sustancialmente al pasar de funcionamiento de sección no fisurada a fisurada, por lo que, en general los diseños de componentes de hormigón armado y pretensado sometidos a cargas de fatiga tienden a definir una geometría de la pieza, una calidad del hormigón y un nivel de pretensado tal que la sección funcione en estado no fisurado.
- En el caso de componentes de hormigón armado, donde las secciones funcionan en estado fisurado, será necesario disponer de cuantías de armadura que satisfagan los criterios de verificación a fatiga.
- En el caso de componentes de hormigón pretensado fuertemente comprimidos, incluso para cargas cíclicas que produzcan pequeñas variaciones de tensión, pueden sufrir daño por fatiga.
- En todos los casos, el monitoreo continuo de los componentes críticos de la estructura y la aplicación de programas de inspección y mantenimiento de las estructuras permiten detectar a tiempo casos de daño asociado a la fatiga, que pueden estar combinados con otros fenómenos de daño tales como corrosión, pérdida de pretensado, etc., lo que permite aplicar las correspondientes medidas de acción correctiva, rehabilitación y/o refuerzo, y evitar la propagación del daño inicial y el colapso progresivo y completo de la estructura.

Organiza:

## BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (1992). *Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*. ACI Committee 215.
- Comité Euro-Internacional du Béton. (1991). *CEB-FIP model code 1990: Design code*. Londres: Thomas Telford.
- Comité Européen de Normalisation. (2003). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. Bruselas.
- Comité Européen de Normalisation. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures, part 1-1 General rules and rules for buildings*. Bruselas.
- Comité Européen de Normalisation. (2005). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules*. Bruselas.
- fib. (2013). *fib model code for concrete structures 2010*. Berlín: Fédération Internationale du Béton.
- Garcia-Planas, M., & Gongadze, T. (2018). Wind Profile Prediction Using Linear Markov Chains: A Linear Algebra Approach. *IEEE Latin America transactions*, Vol. 16, núm. 2, p. 536-541.
- Hsu, T. T. (1981). Fatigue of plain concrete. *ACI Journal*, Vol. 78, nº 4, pp. 292-305.
- IABSE Bulletins Case Studies. (2023). *Case Studies 4 on Failure Investigations in Structural and Geotechnical Engineering*. Zürich: International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Petkovic, G., Lenschow, R., Stemland, H., & Rosseland, S. (1990). Fatigue of high strength concrete. *ACI SP 121-25*, 505-525.
- Zanuy, C., Albajar, L., & Fuente, P. d. (2011). El proceso de fatiga del hormigón y su influencia estructural. *Materiales de Construcción*, Vol. 61, 303, 385-399.

Organiza: